

3. Николаевская З.А. Садово-парковый ландшафт. – М.: Стройиздат, 1989. – 339 с.
4. Крижановская Н.Я. Городская среда, дети, транспорт. – К.: Будівельник, 1994. – 135 с.

Получено 18.04.2007

УДК 624.012.46

С.Л.ФОМИН, д-р техн. наук, КАТО ЛОРЕНС АЛБАТ

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ НЕРАЗРЕЗНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

Разработана методика расчета огнестойкости неразрезных сталежелезобетонных балок, основанная на результатах теоретических и экспериментальных исследований и гармонизированная с Еврокодом.

Сталежелезобетонные перекрытия, как правило, выполняются с применением неразрезных статически неопределимых балок. Снижение их несущей способности при кратковременном нагреве снизу происходит за счет уменьшения прочности опорных и пролетных сечений.

Прочность пролетных сечений, как и в случае разрезных статически определимых элементов, уменьшается в результате нагревания растянутой части стальной секции. Снижение прочности опорных сечений происходит вследствие потери прочности сжатой зоны стальной секции при ее нагреве до высоких температур.

Основные положения инженерного метода расчета сталежелезобетонных балок состоят в применении стержневой линейной расчетной схемы и метода предельного равновесия. На основании проведенных теоретических и экспериментальных исследований работы неразрезных железобетонных балок выявлены три характерные стадии работы в процессе нагрева [1]. Эта методика может быть применена и к расчету сталежелезобетонных балок. На рис.1 представлены расчетные схемы неразрезных балок при воздействии равномерно распределенной нормативной нагрузки и одномерного нестационарного нагрева второго пролета снизу.

На рис.1, *а* показана эпюра изгибающих моментов в первой стадии работы конструкции при пожаре ($\tau_f = 0$) от нормативной нагрузки q_n , которые значительно ниже предельных, т.е. в конструкции имеется запас прочности. Наибольшие моменты возникают в пролете $M_{n,sp}$ и на опорах $M_{n,sup1}$ и $M_{n,sup2}$.

По мере нагрева конструкции снизу в ней возникают температурные моменты $M_{t,sp}$ и $M_{t,sup}$ (рис.1, *б*), которые увеличивают опорные

моменты и уменьшают пролетные (рис.1, в). При увеличении температуры возрастают опорные моменты, и по достижении предельной величины $M_{u,sup}$ на опорах образуются пластические шарниры. Балка из гиперстатической (с дополнительными связями), по определению Еврокода 2 [2], превращается в изостатическую (свободно опертую на две опоры с продленными консолями) с моментами на опорах $M_{u,sup1}$, $M_{u,sup2}$. Это состояние характеризует вторую стадию работы. Пролетный момент уменьшается на величину температурного момента. При этом возможны три случая: а) температурный момент по абсолютной величине меньше пролетного от нормативной нагрузки $|M_{t,max}| < |M_{n,sp}|$, тогда суммарный пролетный момент $M_{sp,fi}$ остается положительным (рис.1, в); б) $|M_{t,max}| = |M_{n,sp}|$, тогда $M_{sp,fi} = 0$; в) $|M_{t,max}| > |M_{n,sp}|$ – $M_{sp,fi}$ отрицательный, т.е. нижняя зона балки в пролете оказывается сжатой. В последних двух случаях снижение прочности сечения в пролете в результате потери прочности арматуры ($M_{u,sp,fi} < M_{n,sp}$) не приводит к разрушению. Дальнейший нагрев не вызывает увеличения температурного момента.

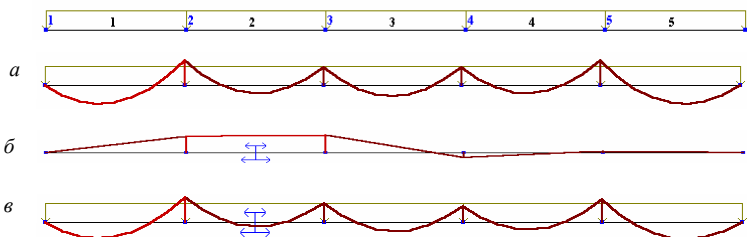


Рис.1 – Нерезная сталежелезобетонная балка при воздействии равномерно распределенной нормативной нагрузки и одномерного нестационарного нагрева снизу при $|M_{t,max}| < |M_{n,sp,max}|$. Эпюры изгибающих моментов: а – от нормативной нагрузки M_n ; б – от перепада температур M_t ; в – от нормативной нагрузки и перепада температур M_{fi} .

Снижение прочности опорного сечения в результате нагрева нижней сжатой зоны стальной секции уменьшает моменты в опорных пластических шарнирах, что в свою очередь, приводит к увеличению пролетного момента. К этому моменту времени существенно снижается прочность пролетного сечения. Третья стадия характеризуется образованием третьего пластического шарнира в пролете, возникновением геометрически изменяемой схемы, т.е. разрушением конструкции.

Анализ формирования напряженно-деформированного состояния в нерезной балке проведен методом численного моделирования с

применением ПК ЛИРА 9.2, разработанного НИИАСС Госстроя Украины. В качестве объекта исследования выбрана экспериментальная трехпролетная балка, состоящая из стальной секции в виде двутавра №14 и монолитной железобетонной плиты толщиной 50 мм, шириной 250 мм, которая армирована 3Ø10 A400С, расположенными на расстоянии 25 мм от верхней грани. Для обеспечения прочности на сдвиг между секциями предусмотрены специальные анкера. На рис.2 приведены результаты расчета в упругой постановке, из которого видно, что расчетная стержневая схема, в общем, достаточно полно описывает напряженно-деформированное состояние конструкции. При воздействии статической нагрузки в среднем пролете возникают растягивающие напряжения снизу, в опорных сечениях – сверху, по которым можно посчитать пролетный $M_{n.sp}$ и опорные $M_{n.sup}$ изгибающие моменты (рис.2, а), при нагреве снизу верхняя часть балки растянута, а нижняя в среднем пролете сжата, что соответствует воздействию температурного отрицательного момента $M_{t.sp}$ (рис.2, б), совместное воздействие нагрузки и нагрева приводит к разгрузке среднего пролета, в данном случае, к полному его исчезновению (рис.2, в).

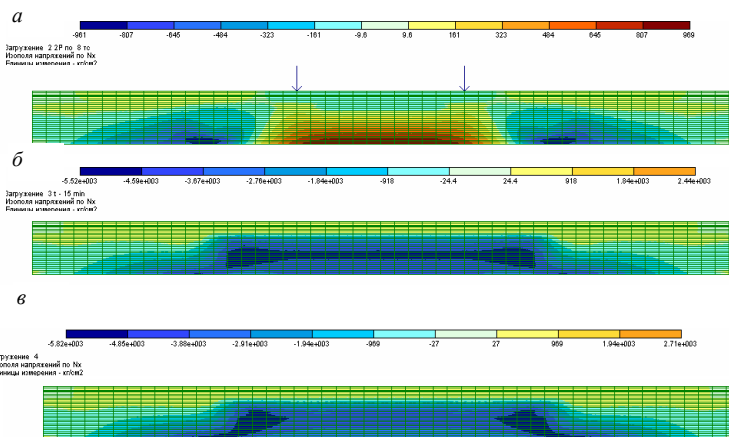


Рис.2 – Изополя напряжений по Nx в сталежелезобетонной балке без тепловой защиты:

а – при нагружении 2 – двумя силами в среднем пролете $P = 8$ Тс; б – при нагружении 3 – воздействии стандартного пожара на 15 мин. нагрева среднего пролета снизу; в – при воздействии собственного веса, нагрузки и нагрева.

Линейный расчет, конечно, переоценивает действительные напряжения в сечениях, но позволяет отследить возникновение предель-

ного состояния и провести корректировку с помощью перераспределения усилий. Такая методика принята в Еврокоде ХР ENV 1992-1-2 [2].

В физически нелинейных задачах материал конструкции подчиняется нелинейному закону деформирования, в том числе с различными пределами сопротивления растяжению и сжатию. В ПК ЛИРА 9.2 для решения таких задач шаговый нелинейный процессор организует процесс пошагового нагружения конструкции и обеспечивает решение линеаризованной системы уравнений на каждом шаге для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для конкретного нагружения. Проведено моделирование указанной задачи в нелинейной постановке с использованием для арматуры, бетона и двутавра физически нелинейных универсальных прямоугольных конечных элементов оболочки КЭ241, экспоненциальных зависимостей « σ – ϵ » для бетона, арматуры и стали двутавра, формирования трех нелинейных нагружений с учетом предыстории, максимальным числом итераций 300, 10 шагами расчета. Как видно из результатов расчета, разрушение балки произошло из-за отказа группы растянутых элементов бетонной секции в опорных частях балки на втором шаге третьего нагружения – нагрева балки снизу по температурному режиму стандартного пожара (рис.3).

При выводе условия огнестойкости рассматривается уравнение равновесия для неразрезной балки с учетом метода перераспределения усилий (предельного равновесия):

$$M(x) = M_{sp}(x) + M_{sup}(x), \quad (1)$$

где $M(x)$ – момент в неразрезной балке; $M_{sp}(x)$ – момент в статически определимой (изостатической) балке от действия нагрузок (балочный момент); $M_{sup}(x)$ – момент в статически определимой балке от действия заданных моментов на опорах M_{sup1} , M_{sup2} .

Момент в статически определимой балке от действия моментов на опорах M_{sup1} , M_{sup2} определяется по зависимости

$$M_{sup}(x) = (M_{sup1} - M_{sup2}) \cdot x/l - M_{sup1}. \quad (2)$$

Тогда

$$M(x) = M_{sp}(x) + (M_{sup1} - M_{sup2}) \cdot x/l - M_{sup1}. \quad (3)$$

Балочный момент $M_{sp}(x)$ зависит от характера нагрузок.

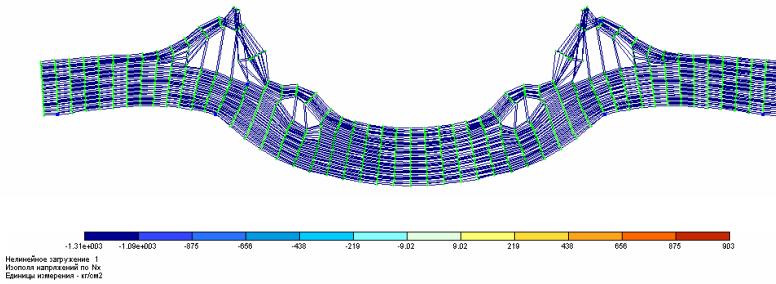
Расстояние x_{max} от первой опоры до максимального значения момента в неразрезной балке M_{max} определяется из уравнения

$$dM_{max}/dx = dM_{sp}(x)/dx + (M_{sup1} - M_{sup2})/l = 0 \quad (4)$$

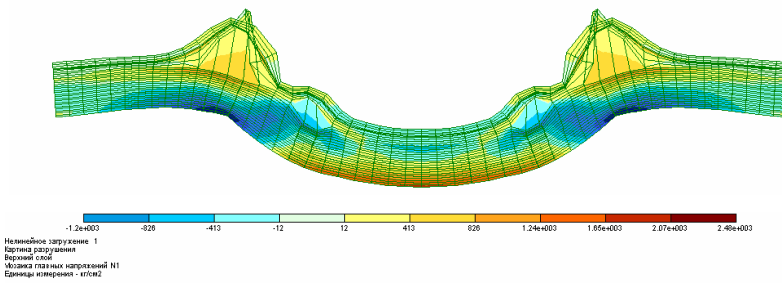
или

$$Q(x_{max}) + (M_{sup1} - M_{sup2})/l = 0. \quad (4a)$$

a



б



в

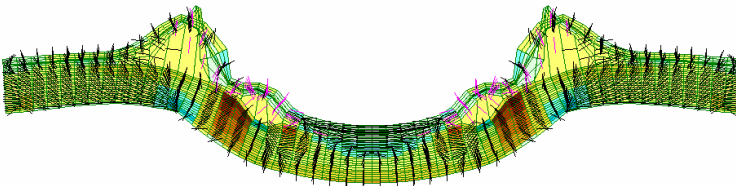


Рис.3 – Характер разрушения сталежелезобетонной балки:
a – деформированная схема; *б* – изополюс напряжений по N1; *в* – направление развития трещин для каждого элемента в нижнем слое на фоне изополюс главных напряжений N1 (коэффициент искажения перемещений 162).

Для равномерно распределенной нагрузки q

$$x_{max} = l/2 + (M_{sup1} - M_{sup2})/ql, \quad (5)$$

тогда максимальное значение пролетного момента определяется по формуле

$$M_{max} = M_{sp}(x_{max}) + (M_{sup1} - M_{sup2}) \cdot x_{max} / l - M_{sup1}, \quad (6)$$

где

$$M_{sp}(x_{max}) = ql^2/8 \quad (7)$$

и максимальное значение пролетного момента будет равно:

$$M_{max} = M_{sp}(x_{max}) + M_{sup1} \cdot b/l + M_{sup2} \cdot a/l, \quad (8)$$

где

$$M_{sp}(x_{max}) = P \cdot a \cdot b / l. \quad (9)$$

Из формулы (6) получим условие образования третьего пластического шарнира, подставляя вместо опорных моментов M_{sup1} , M_{sup2} их предельные значения $M_{u,sup1,\bar{f}i}$ и $M_{u,sup2,\bar{f}i}$. Тогда условие потери несущей способности неразрезных балок имеет вид:

$$M_{max,\bar{f}i} = M_{sp}(x_{max}) + (M_{u,sup1,\bar{f}i} - M_{u,sup2,\bar{f}i}) \cdot x_{max} / l - M_{u,sup1,\bar{f}i}, \quad (10)$$

$$M_{max} \leq M_{u,sp}. \quad (11)$$

Таким образом, из уравнения (10) определяем для различных моментов времени максимальный пролетный момент $M_{max,\bar{f}i}$ в неразрезной балке по заданному значению балочного максимального момента (например, $M_{sp}(x_{max}) = ql^2/8$ при равномерно распределенной нагрузке q), значениям предельных опорных моментов с учетом температуры нагрева $M_{u,sup1,\bar{f}i}$ и $M_{u,sup2,\bar{f}i}$.

Предельная величина пролетных моментов $M_{u,sp,\bar{f}i}$ должна определяется из расчета по нелинейной деформационной модели с учетом полных диаграмм « σ – ϵ » бетона и арматуры при нагреве и по расчету несущей способности сечения стальной секции с ограниченной пластичностью [3,4].

Прочность опорных сечений $M_{u,sup,\bar{f}i}$ определяется из расчета по нелинейной деформационной модели с учетом полных диаграмм « σ – ϵ » арматуры и по расчету несущей способности сечения стальной секции с ограниченной пластичностью при нагреве [1].

Предел огнестойкости соответствует времени выполнения условия (11), при котором возникает третий пластический шарнир в пролете.

Разработанная методика, гармонизированная с Еврокодом [2], основана на результатах теоретических исследований, численном моделировании напряженно-деформированного состояния в неразрезных балках при нагреве методом конечных элементов и огневых испытаний.

- 1.Фомин С.Л. Методика расчета огнестойкости и остаточной прочности статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом полной диаграммы “ σ – ϵ ” // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып. 8. – К.: Техніка, 1997. – С. 16-19.
- 2.ENV 1992-1-2:1995; Eurocode 2: Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu. Novembre 1995.
- 3.Металеві конструкції. Матеріали. Основи розрахунку. З'єднання / О.В.Пермяков, В.В.Трофимович, В.Л.Тарасенко. – К.: ІЗМН, 1996. – 204 с.
- 4.СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.

Получено 18.04.2007

АВТОРСКИЙ УКАЗАТЕЛЬ

- | | |
|---|--|
| <p>Аббаси Р. 63
 Абракітов В.Е. 391
 Абрамов Ю.А. 399
 Аднан Абу Саль 145
 Акмен Р.Г. 221
 Алексахин А.А. 226
 Али Эзеддин 158
 Арутюнян И.А. 170, 183
 Архипова Е.С. 275
 Ахмеднабиев Р.М. 96, 142
 Ахмеднабиева Н.В. 96, 142</p> <p>Бабичева О.Ф. 359
 Байдалинов Д.Н. 310
 Банах В.А. 7, 101
 Баранов А.Н. 132
 Баранова А.А. 132
 Бекетов В.Е. 205
 Безуглов О.Е. 409
 Білоха Д.О. 279
 Бобух А.А. 216
 Бойко О.В. 85
 Борисенко М.В. 205
 Боровок С.В. 221
 Братуга Э.Г. 221
 Бурак Н.П. 201</p> <p>Войтова Ж.Н. 198</p> <p>Гавриленко И.А. 247
 Гайко Ю.И. 187
 Галінська Т.А. 151
 Гапонова Л.В. 258
 Гаряжа В.М. 279
 Герасимчук М.В. 444</p> | <p>Гирман Л.В. 239
 Глазунов Ю.В. 11
 Голтвянский Н.А. 385
 Горбачов П.Ф. 336
 Горяинов А.Н. 318, 332
 Гранкина В.В. 263
 Губій М.М. 123</p> <p>Даниленко А.В. 441
 Деркач И.Л. 226
 Дибровный В.В. 385
 Довженко О.О. 16, 113
 Донец А.В. 354
 Дудко В.В. 310</p> <p>Евтухова Г.П. 205
 Есаулов С.М. 359</p> <p>Жартовський В.М. 402
 Жартовський С.В. 402
 Жучкова Г.А. 142</p> <p>Золотов М.С. 67
 Зубенко Д.Ю. 348</p> <p>Іванов А.М. 106
 Иванской С.И. 359
 Избаш М.Ю. 22</p> <p>Като Лоренс Албат 462
 Каплуновская М.А. 170
 Капустин Г.В. 290
 Карабаш Л.В. 16
 Качан Т.Ю. 113
 Кисельов М.І. 364
 Кіяшко І.В. 128</p> |
|---|--|